

Article, Published Version

Sündermann, Jürgen; Zielke, Werner

Mathematisches Modell zur Simulation von Sturmflutereignissen in der Unterelbe

Die Küste

Zur Verfügung gestellt in Kooperation mit/Provided in Cooperation with:
Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI)

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/101194>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

Sündermann, Jürgen; Zielke, Werner (1983): Mathematisches Modell zur Simulation von Sturmflutereignissen in der Unterelbe. In: Die Küste 38. Heide, Holstein: Boyens. S. 177-200.

Standardnutzungsbedingungen/Terms of Use:

Die Dokumente in HENRY stehen unter der Creative Commons Lizenz CC BY 4.0, sofern keine abweichenden Nutzungsbedingungen getroffen wurden. Damit ist sowohl die kommerzielle Nutzung als auch das Teilen, die Weiterbearbeitung und Speicherung erlaubt. Das Verwenden und das Bearbeiten stehen unter der Bedingung der Namensnennung. Im Einzelfall kann eine restriktivere Lizenz gelten; dann gelten abweichend von den obigen Nutzungsbedingungen die in der dort genannten Lizenz gewährten Nutzungsrechte.

Documents in HENRY are made available under the Creative Commons License CC BY 4.0, if no other license is applicable. Under CC BY 4.0 commercial use and sharing, remixing, transforming, and building upon the material of the work is permitted. In some cases a different, more restrictive license may apply; if applicable the terms of the restrictive license will be binding.



Mathematisches Modell zur Simulation von Sturmflutereignissen in der Unterelbe

Von Jürgen Sündermann und Werner Zielke

Zusammenfassung

Für die Unterelbe einschließlich ihres Ästuarbereiches sind ein ein- und ein zweidimensionales mathematisches Modell entwickelt worden. Diese wurden anhand von Beobachtungsdaten von einer Normaltide und drei Sturmfluten kalibriert; die Genauigkeit der berechneten Scheitelwasserstände liegt danach bei ± 10 cm. Beide Modelle sind auf durch Baumaßnahmen veränderte Bedingungen angewandt worden, um z.B. die Auswirkungen von Eindeichungen oder eines Sperrwerkes zu berechnen. Weiterhin sind zwei synthetische Sturmfluten (nach PLATE) simuliert worden.

Summary

A one- and a twodimensional model for the tidal river Elbe have been developed. After calibration against observed values from a normal tide and from three storm surges the accuracy of the computed maximum water levels is within 10 cm. These models have been applied to artificially changed conditions as new dike lines or a mobile flood barrier in the river in order to forecast their influences. Further, two synthetic extremal storm surges (after PLATE) have been simulated.

Inhalt

1. Aufgabenstellung und Übersicht	177
2. Beschreibung der Modelle	178
2.1 Das eindimensionale hydrodynamisch-numerische (HN-) Modell	178
2.2 Das zweidimensionale Modell	182
2.3 Eichung	184
3. Untersuchung von Eindeichungsmaßnahmen	188
4. Untersuchung der Auswirkungen eines Sperrwerkes	192
5. Untersuchung einer synthetischen Extremflut	197
6. Der Einfluß des lokalen Windes über der Elbe	198
7. Zusammenfassende Ergebnisse	199
8. Danksagung	200

1. Aufgabenstellung und Übersicht

Im Juli 1977 wurde von den Ländern Hamburg, Niedersachsen und Schleswig-Holstein dem Lehrstuhl für Strömungsmechanik der Universität Hannover der Auftrag erteilt, ein mathematisches Modell zur Simulation von Sturmflutereignissen auf der Unterelbe zu entwickeln. Gleichzeitig wurden die Autoren beauftragt, eine gutachtliche Beurteilung der Modellergebnisse vorzunehmen.

Untersucht werden sollten insbesondere die Veränderungen der Sturmflutwasserstände infolge der durchgeführten Deichmaßnahmen längs der Unterelbe sowie die Auswirkungen eines für den Standort Brokdorf angenommenen Sturmflutsperrwerkes. Auch sollte der Frage nach der Wirkung des örtlichen Windes über der Elbe nachgegangen werden, die sich im

Zusammenhang mit hydraulischen Modelluntersuchungen und Sturmflut-Warnmodellen immer wieder stellt.

Die Modellentwicklung wurde doppelgleisig vorgenommen, und zwar sowohl mit einem eindimensionalen als auch mit einem zweidimensionalen Modell. Jedes dieser Modelle hat spezifische Vor- und Nachteile und kann, je nach Aufgabenstellung, bevorzugt eingesetzt werden. Diese Vorgehensweise erhöht den Vertrauensbereich der numerischen Ergebnisse und die Ökonomie der Rechenläufe. Beide Modelle wurden mit denselben meteorologischen und hydrologischen Eingangsdaten betrieben.

Die Grundlage für die Erfassung der Elbetopographie bildeten die Peilpläne der Wasser- und Schifffahrtsämter Hitzacker, Lauenburg, Hamburg und Cuxhaven. Die Tiefenverteilung der inneren Deutschen Bucht wurde der Seekarte 49 des Deutschen Hydrographischen Instituts (Maßstab 1:100 000) entnommen.

Als seeseitige Randbedingungen wurden die Wasserstände für einige ausgewählte Tideereignisse mit Hilfe der Pegelschriebe von Wangerooge-Nord, Helgoland und Büsum (zweidimensionales Modell) bzw. Cuxhaven (eindimensionales Modell), als landseitige Randbedingungen die in Neu-Darchau beobachteten Durchflüsse vorgegeben. Es wurden im wesentlichen eine windarme Periode des Zeitraums 22.-25. 8. 1975 und die drei Sturmflutereignisse vom 18. bis 21. 11. 1975, vom 1. bis 4. 1. 1976 sowie vom 18. bis 22. 1. 1976 zugrunde gelegt.

Zur Verifikation des Modells wurden die Pegelschriebe an den folgenden Orten entlang der Elbe benutzt: Otterndorf, Brunsbüttel, Brokdorf, Krautsand, Steindeich, Stade, Schullau, St. Pauli, Bunthaus, Zollenspieker, Geesthacht. Die seitlichen Zuflüsse wurden vernachlässigt. Die Betriebsweise des Wehres Geesthacht konnte den täglichen Protokollen des Wärters entnommen werden. Bei den Modellrechnungen wurde angenommen, daß das Wehr bei 4 m Wasserstandserhöhung gelegt wird.

Für die Simulation der Sturmflutereignisse wurden Winddaten der Stationen Helgoland, Scharhörn, Cuxhaven, Brunsbüttel, Stade und St. Pauli verwendet. Da für große Zeitbereiche während der Sturmfluten nur alle 3 Stunden Aufzeichnungen vorhanden waren, wurden für die Berechnungen nur die 1-Stunden-Mittelwerte im einheitlichen 3-Stunden-Abstand verwendet. Böeneffekte und drastische Windänderungen, die durch die 3-Stunden-Werte nicht aufgelöst werden können, wurden durch die Rechnung nicht erfaßt. Für die Rechnung wurden 6 Windfelder über einzelnen Elbabschnitten definiert. Dabei findet das Windfeld über der inneren Deutschen Bucht, charakterisiert durch die Meßstellen Helgoland und Scharhörn, nur Eingang in das zweidimensionale Modell. Über der Elbe selbst wurden, beginnend in Cuxhaven, im ersten Feld die Winddaten aus Cuxhaven verwendet. Für das zweite Feld gelten die Werte aus Brunsbüttel, für das dritte die Werte aus Stade, für das vierte Feld diejenigen von St. Pauli. Das fünfte Feld, das den Oberlauf der Elbe erfaßt, ist immer windfrei angenommen worden.

Diese Annahme erschien im Hinblick auf die abnehmende Querschnittsbreite und die ständig wechselnde Fließrichtung bis Geesthacht sinnvoll.

2. Beschreibung der Modelle

2.1 Das eindimensionale hydrodynamisch-numerische (HN-) Modell

Ein eindimensionales Modell berechnet den zeitlichen Verlauf von Wasserstand und Durchfluß bzw. querschnittsgemittelter Fließgeschwindigkeit an diskreten Punkten längs der

Flußachse. Diese Punkte sind nicht äquidistant, vielmehr richtet sich ihr Abstand nach den morphologischen Gegebenheiten. Im Fall des Elbmodells liegt der Abstand im Mittel bei 1000 m, was gleichzeitig bedeutet, daß etwa in dieser Folge die Daten des Fließquerschnittes aufgenommen und in das Modell eingesetzt werden.

Abb. 1 gibt einen Überblick über den vom eindimensionalen Modell erfaßten Bereich, der sich von Neu-Darchau bis Cuxhaven erstreckt.

Das mathematische Modell basiert auf den Erhaltungsaussagen der Physik. Es geht aus von der Forderung nach Erhaltung der Masse (Kontinuitätsgleichung).

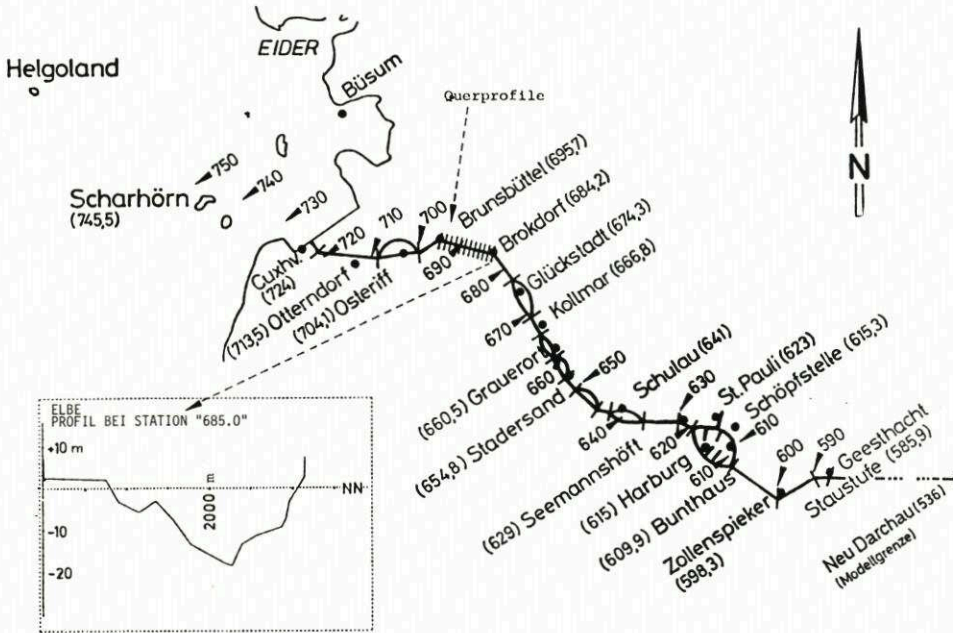


Abb. 1. Diskretisierung beim eindimensionalen Elbmodell. Angegeben ist die Lage der Pegel (in Stromkilometern) sowie als Beispiel der Polygonzug eines Querschnittsprofils

$$b \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (1)$$

und einer Gleichgewichtsbetrachtung für Trägheits-, Schwer- und Reibungskräfte (Bewegungsgleichung):

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{Q}{A} \frac{\partial Q}{\partial x} + g A \frac{\partial h}{\partial x} + g A I_v = g A I_w \quad (2)$$

Hierin bedeuten (s. Abb. 2)

b Oberflächenbreite	[m]	A Querschnittsfläche	[m ²]
g Erdbeschleunigung (9,81 m s ⁻²)		I _v Gefälle infolge Sohlreibung	
h Wasserstand über NN	[m]	I _w Gefälle infolge Windreibung	
t Zeit	[s]	Q Durchfluß (positiv in Richtung von x)	[m ³ s ⁻¹]
x Koordinate in Flußachse	[m]		

Der Einfluß der Bodenreibung wird durch die parametrisierten Reibungsgefälle I_v in

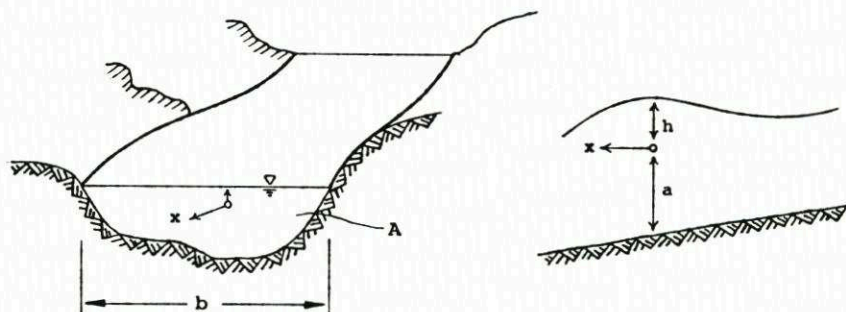


Abb. 2. Koordinaten und Bezeichnungen beim eindimensionalen Modell

Abhängigkeit von topographischen und hydrologischen Gegebenheiten, nach TAYLOR und MANNING-STRICKLER, erfaßt.

$$I_v = \frac{r \left| \frac{Q}{A} \right| Q}{g A (a + h)} \quad \text{TAYLOR (3)}$$

$$I_v = \frac{\left| \frac{Q}{A} \right| Q}{k^2 A \left(\frac{D}{4} \right)^{4/3}} \quad \text{MANNING-STRICKLER (4)}$$

Dabei bedeuten:

a Wassertiefe [m]

k Rauigkeitsbeiwert nach
MANNING-STRICKLER [m^{1/3} s⁻¹]

r Reibungsbeiwert nach TAYLOR

$D = \frac{4A}{U}$ hydraulischer Durchmesser [m]

U benetzter Umfang [m]

Für gleiche Durchflußwerte Q verändert sich die Reibung im Falle des TAYLOR-Ansatzes im Sinne einer hyperbolischen Funktion mit der Tiefe. In die MANNING-STRICKLER-Formulierung geht mit D das Verhältnis von Querschnittsfläche zum benetzten Umfang ein. Dieses Verhältnis ändert sich laufend mit der Tiefe und unterliegt sehr starken Änderungen bei beginnenden Vorlandüberflutungen.

Die Windwirkung auf die Dynamik des Wassers wird durch einen Reibungsansatz erfaßt, der analog zu dem Bodenreibungsansatz von TAYLOR (3) aufgebaut ist:

$$I_w = \frac{\lambda |w| w}{g A (a + h)} \quad (5)$$

Dabei steht w für die Windgeschwindigkeitskomponente in Fließrichtung. Der Beiwert λ wird zeitlich und räumlich konstant zu $3,2 \cdot 10^{-6}$ gewählt.

Für die praktische Berechnung werden die Differentialquotienten in (1,2) durch Differenzenquotienten approximiert. Es gilt mit Abb. 3:

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{1}{2\Delta t} (h'_i - h_i + h'_j - h_j) \quad (6)$$

$$\frac{\partial h}{\partial x} = \frac{2}{3\Delta x} (h'_j - h'_i) + \frac{1}{3\Delta x} (h_j - h_i) \quad (7)$$

$$H = \frac{1}{2} \left(\frac{2}{3} [h'_i + h'_j] + \frac{1}{3} [h_i + h_j] \right) \quad (8)$$

Entsprechende Ausdrücke gelten für die Durchflußterme Q . Die Nichtlinearität der Gleichung (2) wird dadurch behoben, daß die Größe Q/A im Trägheitsterm nur auf der alten Zeitebene t_0 bestimmt wird.

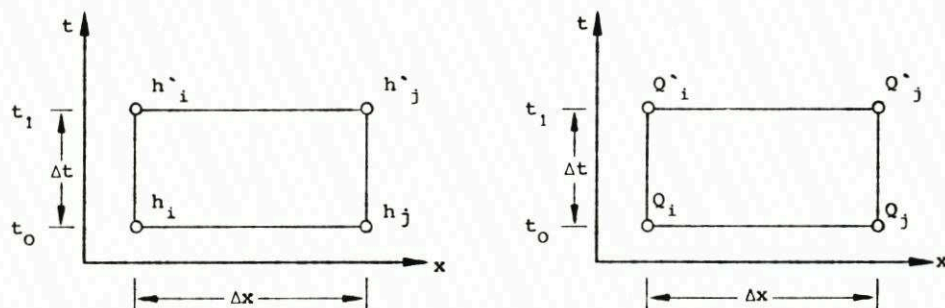


Abb. 3. Implizites Differenzenschema für ein Orts-Zeit-Element

Die mit den Gleichungen (6, 7, 8) gegebenen Diskretisierungen führen auf ein implizites Lösungsverfahren. Durch theoretische Untersuchungen läßt sich die unbedingte Stabilität und die Konvergenz des gewählten Verfahrens nachweisen.

Der Untersuchungsbereich der Elbe zwischen Cuxhaven und Neu-Darchau weist für normale Tideverhältnisse (ohne Windeinfluß und Fernwellenwirkung) eine Reihe von Stromverzweigungen auf. Diese erfassen Hahnöfersand, Lühesand, Pagensand, Schwarztonnensand, Rhinplatte und Neufelder Sand sowie die Verzweigung im Hamburger Bereich in Norder- und Süderelbe. Der Hamburger Hafen selbst wird in stark vereinfachter Form approximiert. Die Hafenbecken oberhalb und unterhalb des Reiherstieges sowie nördlich der Elbe werden auf Grund einer Kubisierung zu jeweils einem Hafenbecken zusammengefaßt. Der Harburger Hafenbereich wird entsprechend vereinfacht.

Einige Besonderheiten der Profilbeschreibung treten im Bereich von Stromverzweigungen auf. Aus Abb. 4 erkennt man, daß das Nebenfahrwasser bei einer mittleren Tide z. T. trockenfällt. Dieser Effekt wird durch Anordnung eines Schlitzprofils mit nur wenigen Zentimetern Breite berücksichtigt. In diesem Profil existieren stets ein rechnerischer Wasserstand und Durchfluß, so daß programmtechnisch keine Komplikationen entstehen. Die berechneten Durchflußwerte im Schlitz sind jedoch so klein, daß sie bezüglich der Gesamtdynamik keine Rolle spielen. Abb. 4 zeigt weiterhin, daß bei Sturmflutbedingungen Haupt- und Nebenfahrwasser zu einem Profil zusammenzufassen wären. Dieses ist programmtechnisch sehr aufwendig. Es wird daher mit zwei durch eine Wand getrennten Profilen gerechnet. Die Zulässigkeit dieser Näherung ergibt sich durch einen Vergleich der berechneten Wasserstände in beiden Profilen, die sich praktisch nicht unterscheiden.

Die Diskretisierung in der Zeit erfolgt durch die Wahl des Zeitschrittes Δt , der einheitlich zu 10 Minuten für das Gesamtsystem gewählt und für alle Rechnungen beibehalten wird. Dieser Zeitschritt ist etwa das Sechs- bis Siebenfache der Zeit, die die Tidewelle braucht, um

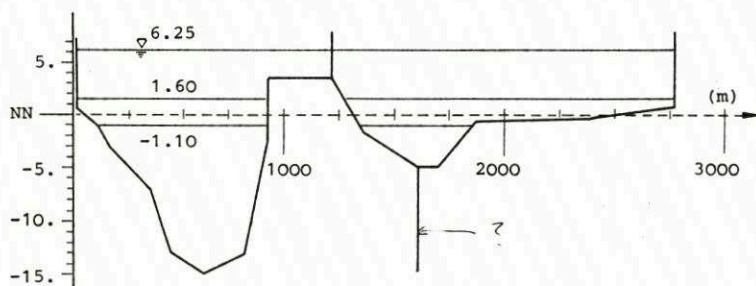


Abb. 4. Flußprofil im Bereich einer Stromverzweigung

den Abstand von 1000 m zu durchlaufen. Vergleichsrechnungen mit anderen Zeitschritten haben gezeigt, daß mit $\Delta t = 10$ min gute Ergebnisse bei gleichzeitig vertretbarem Rechenaufwand erzielt werden.

Als Randbedingung werden der Wasserstand bei Cuxhaven und der Durchfluß bei Neu-Darchau vorgegeben. Als Anfangsbedingung wird ein Zustand der Ruhe ($Q = 0$, $h = 0$) angenommen.

2.2 Das zweidimensionale Modell

Wegen der großen horizontalen Ausbreitung der Unterelbe, namentlich im Mündungsbecken, können lokal detaillierte Untersuchungen der Wasserstands- und Strömungsentwicklung nur zweidimensional durchgeführt werden. (Diese Feststellung mindert keineswegs die Bedeutung eindimensionaler Simulationen, die zumindest die Wasserspiegel-Längsschnitte mit hinreichender Genauigkeit approximieren und die sich weiter flüßauf bei gleichem Diskretisierungsgrad sogar besser der natürlichen Topographie anpassen lassen.)

Eine dreidimensionale Auslegung des Modells erschien wegen der relativ regelmäßigen vertikalen Stömungsprofile nicht notwendig und auch aus rechenökonomischen Gründen nicht sinnvoll. Allerdings erfordert die Tidedynamik, deren wechselnde Wasserstände mit periodisch trockenfallenden Wattengebieten verbunden sind, die Implementierung variabler Küstenlinien in das Modell.

Das mathematische Modell stützt sich auf die vertikal integrierten, zweidimensionalen hydrodynamischen Differentialgleichungen, die den Zusammenhang zwischen wirkenden Kräften (Tide, Wind) und horizontalen Bewegungen formelmäßig beschreiben. In ihnen sind die Wirkungen der Corioliskraft, des horizontalen turbulenten Impulsaustausches und der Bodenreibung berücksichtigt. Diese Gleichungen lauten:

Bewegungsgleichungen:

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} - fv = -g \frac{\partial h}{\partial x} + A_H \Delta u + \frac{\tau_{Ob}^{(x)} - \tau_{Bd}^{(x)}}{a + h} \quad (9)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + fu = -g \frac{\partial h}{\partial y} + A_H \Delta v + \frac{\tau_{Ob}^{(y)} - \tau_{Bd}^{(y)}}{a + h} \quad (10)$$

Kontinuitätsgleichung:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} ([a + h] u) + \frac{\partial}{\partial y} ([a + h] v) = 0 \quad (11)$$

Dabei bedeuten:

a	ungestörte Wassertiefe	[m]
f	Coriolisparameter ($1,2 \cdot 10^{-4} s^{-1}$)	
h	Wasserstand = Abweichung vom ungestörten Niveau	[m]
t	Zeit	[s]
u, v	Komponenten der vertikal gemittelten Strömungsgeschwindigkeit in x- bzw. y-Richtung	[m s ⁻¹]
x, y	horizontale Koordinaten in Ost- bzw. Nordrichtung	[m]
A _H	Koeffizient des horizontalen turbulenten Impulsaustausches (0,0001 bis 0,0005 m ² s ⁻¹)	
Δ	horizontaler Laplace-Operator ($= \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2}$)	[m ⁻²]

$\tau_{Ob}^{(x)}, \tau_{Ob}^{(y)}$ die Komponenten der Oberflächentangentialspannung durch den Wind $[m^2 s^{-2}]$
in x- und y-Richtung

$\tau_{Bd}^{(x)}, \tau_{Bd}^{(y)}$ Komponenten der Schubspannung durch Bodenreibung $[m^2 s^{-2}]$

Für diese Größen werden folgende, auch im eindimensionalen Modell verwendete quadratische Ansätze gewählt:

$$\tau_{Ob}^{(x)} = \lambda \sqrt{U^2 + V^2} U$$

$$\tau_{Ob}^{(y)} = \lambda \sqrt{U^2 + V^2} V$$

$$\tau_{Bd}^{(x)} = r \sqrt{u^2 + v^2} u$$

$$\tau_{Bd}^{(y)} = r \sqrt{u^2 + v^2} v$$

Dabei sind U und V die Komponenten der Windgeschwindigkeit in Ost- bzw. Nordrichtung, λ der Windschubkoeffizient, r der Reibungsbeiwert; die letzten beiden Größen sind dimensionslos. Der Windschubkoeffizient wird, wie im eindimensionalen Fall, als konstant angenommen mit dem Wert $\lambda = 3.2 \cdot 10^{-6}$. Der (TAYLORSche) Reibungsbeiwert r charakterisiert als ortsabhängiger Systemparameter die lokalen topographischen und hydrodynamischen Gegebenheiten des Flusses und wird durch Eichung bestimmt.

Die Gleichungen (9, 10, 11) können bei Anwendung auf ein natürliches Gewässer wie (1,2) nur numerisch gelöst werden. Dazu wird die Elbe mit einem horizontalen Gitternetz überzogen (diskretisiert), in dessen Punkten die gesuchten Zustandsgrößen u, v, h zeitschrittweise berechnet werden (siehe Abb. 5).

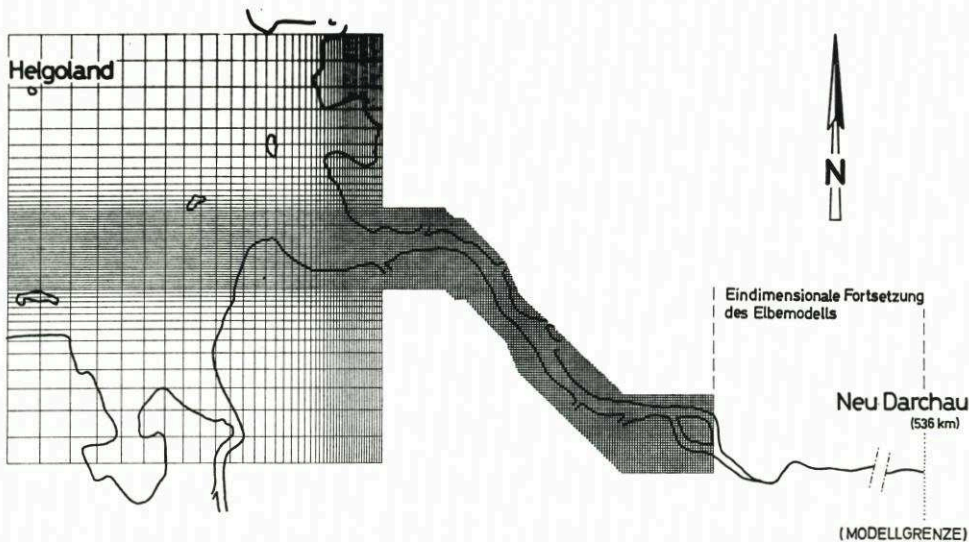


Abb. 5. Diskretisierung beim zweidimensionalen Elbemodell. Im Bereich Elbemündung – Deutsche Bucht vergrößert sich die Gitterpunktdistanz von 500 m auf 20 m

Für den zentralen Teil des Untersuchungsgebietes, nämlich den Elbeabschnitt etwa von Brunsbüttel bis Bunthaus, wurde ein Raster von $500 m \times 500 m$ gewählt ($141 \times 32 = 4512$ Rechenpunkte). Seewärts schließt stetig ein sich kontinuierlich vergrößerndes Gitter an, das auf der äußeren Berandung, den Linien Helgoland–Büsum und Helgoland–Wangerooe, eine

Maschenweite von 20 km erreicht ($40 \times 60 = 2400$ Rechenpunkte). Nach oberstrom wird die Elbe zwischen Bunthaus und Darchau durch ein eindimensionales Modell mit 500 m Schrittweite beschrieben (141 Rechenpunkte).

Dieses Gitternetz hat gegenüber dem eindimensionalen Elbmodell den Vorteil einer erheblich höheren Auflösung; das Strömungsfeld kann detailliert flächenhaft beschrieben werden. Außerdem ist die seeseitige Grenze soweit nach außen verlagert, daß rückwirkende Einflüsse aus der Elbe nicht mehr auftreten dürften. Andererseits wird die Approximation der natürlichen Topographie im 500-m-Raster mit abnehmender Flußbreite nach oberstrom immer schlechter, so daß hier das eindimensionale Modell genauere Ergebnisse erwarten läßt.

Mit Hilfe dieses Gitternetzes werden die Differentialgleichungen (9, 10, 11) in Differenzgleichungen übergeführt. Die Anordnung der Gitterpunkte und die Bildung der Differenzterme folgen dabei im wesentlichen dem HN-Verfahren von HANSEN.

Dieses Verfahren, ein explizites Differenzenverfahren, unterliegt dem COURANTSchen Stabilitätskriterium

$$\Delta t \leq \frac{\Delta x}{\sqrt{2ga_{\max}}}$$

woraus sich mit $\Delta x = 500$ m und $a_{\max} = 30$ m in der Außenelbe ein größter Zeitschritt von $\Delta t = 20$ s ergibt.

Die Integration der Gleichungen (9, 10, 11) erfordert wieder die Vorgabe von Rand- und Anfangsbedingungen. Bei den Rändern muß unterschieden werden, ob es sich um eine Küstenlinie (fester Rand) handelt oder um eine (gedachte) Begrenzung quer durch den betrachteten Wasserkörper (offener Rand). An den festen Rändern wird vorgeschrieben, daß die Geschwindigkeit sowohl in Normal- als auch in Tangentialrichtung verschwindet:

$$u = v = 0$$

An den offenen Rändern wird seeseitig der gemessene Wasserstand auf der Linie Wangerooge-Helgoland-Büsum und landseitig der gemessene Oberwasserzufluß bei Neu-Darchau vorgegeben. Zwischen den Pegeln Wangerooge-Nord, Helgoland und Büsum wird linear interpoliert.

Als Anfangsbedingung wird ein Ruhezustand angenommen, z. B. einheitlicher Wasserstand von 1 m und verschwindende Geschwindigkeit im gesamten Gebiet. Nach einer gewissen Zeit (Anlaufrechnung) wird das Modellergebnis von der gewählten Anfangsbedingung unabhängig.

2.3 Eichung

Für die in jedem hydrodynamisch-numerischen Modell enthaltenen empirischen Parameter, z. B. die Beiwerte für Bodenreibung und Windschub, müssen Werte eingesetzt werden, von denen die Güte der mit Hilfe des Modells getroffenen Aussagen entscheidend abhängt. Dazu kann man z. B. den Beiwert in einer Folge von Rechnungen solange variieren, bis eine ausreichende Übereinstimmung zwischen gerechneten Ergebnissen und Naturmessungen erreicht ist, d. h., man eicht das Modell.

Eichung heißt also, daß die spezifische Information, die für das betrachtete Gewässer aufgrund von Naturmessungen zur Verfügung steht, direkt in die Modellerstellung eingeht. Dies ist ein durchaus legitimes Vorgehen und dem Einsetzen von Erfahrungswerten immer vorzuziehen.

Soll das Modell auch zu Prognoserechnungen herangezogen werden, so ist es unerlässlich, es mit Hilfe mehrerer gemessener Ereignisse zu eichen oder wenigstens zur Kontrolle einen

Vergleich zwischen Messung und Rechnung für andere als die geeichten Ereignisse durchzuführen (Verifikation). Bei diesen Kontrollrechnungen müssen die gleichen Beiwerte wie bei den Eichläufen benutzt werden.

Obige Vorgehensweise wurde bei der Erstellung der Elbemodelle angewandt, d. h., es wurden durch Eichung an mehreren Ereignissen unabhängige Beiwerte ermittelt, die an weiteren Ereignissen verifiziert und bei den Prognoserechnungen benutzt wurden.

Die Eichung des eindimensionalen Modells erfolgte für zwei Tiden. Dabei handelt es sich einmal um die periodisch angesetzte mittlere Tide (korrigierte Naturtide) vom Februar 1972 und zum anderen um die anfangs erwähnten Niedrigwassertiden, die zwischen dem 22. und 25. August 1975 gelaufen sind. Dieser Zeitraum ist auf Grund meteorologischer Daten als sehr windarm gekennzeichnet und eignet sich von daher gut für die Eichung des Mittelwasserbetts. Für eine gelungene Eichung ist eine sorgfältige Analyse der im Gesamtsystem auftretenden Profilformen erforderlich. Diese sowie die praktische numerische Erfahrung legten die Aufgliederung des Systems in mehrere Bereiche nahe, innerhalb derer jeweils verschiedene bereichsweise konstante Eichparameter angenommen wurden. Die Parameter sind für Flut- und Ebbstrom unterschiedlich gewählt.

Bedingt durch die starke Schematisierung des Hafengebietes, die eine Unterbewertung lokaler Effekte mit sich bringt, ergab sich für diesen Bereich eine wesentlich höhere Reibung als in den übrigen Modellabschnitten. Schwierig war die Eichung im Mündungstrichter, die erst durch Verwendung des TAYLOR-Ansatzes für die Ebb-, und des MANNING-Ansatzes für den Flutstrom gelang. Zur Verifikation der Prognosefähigkeit des erstellten hydrodynamischen Modells wurden die erwähnten Sturmfluten berechnet. Als Randbedingung wurden in Cuxhaven die Wasserstandsganglinien am Pegel Steubenhöft vorgegeben. Oberstromseitig endet das Untersuchungssystem am Wehr Geesthacht, über welches entsprechend den Wehrbüchern ein Zufluß vorgegeben ist. Die erhaltenen Ergebnisse werden den in der Natur beobachteten Ganglinien der Wasserstände für ausgewählte Pegel gegenübergestellt (Abb. 6).

Die Eichung des zweidimensionalen Modells wurde mit Ausnahme der Tide vom Februar 1972 anhand der gleichen Naturereignisse vollzogen wie im eindimensionalen Modell.

Auch hier galt es, durch geeignete Wahl der Systemparameter die gemessenen Wasserstände in den unter 1. genannten Orten möglichst gut zu approximieren. Leitlinie war dabei, daß die zu bestimmenden Beiwerte im Interesse späterer Prognoserechnungen zwar orts-, aber nicht zeitabhängig sein sollten. Das heißt also, daß alle vier vorab genannten Termine mit einheitlichen Systemparametern simuliert wurden.

Die Eichung begann zunächst mit einer sehr genauen Analyse der im Modell erfaßten Topographie. Durch gezielte Anpassungen an die natürlichen geometrischen Verhältnisse konnten bereits einige Verbesserungen erzielt werden. Die weitere Eichprozedur bestand dann in einer systematischen Variation der Reibungskoeffizienten, die schließlich in sechs Abschnitten im Elbeverlauf unterschiedlich gewählt wurden. Dabei steigt der Wert nach Oberstrom an.

Weitere Beiwerte wurden nicht variiert, auch das Windfeld wurde unverändert gehalten. Der Vergleich der mit dem zweidimensionalen Modell berechneten Tideverläufe aller vier Termine mit den gemessenen ist in Abb. 7 wiedergegeben. Für das ein- und zweidimensionale Modell ergibt sich insgesamt, daß für alle acht Pegel von Cuxhaven bis St. Pauli die Abweichung in den Scheitelwasserständen in der Regel < 10 cm ist. Als quadratische Mittel dieser Scheitelabweichungen ergeben sich für die Sturmfluten die in Tab. 1 aufgeführten Werte. Dabei ist zu sagen, daß im zweidimensionalen Modell die Welle schon fehlerbehaftet in Cuxhaven einläuft; dieser Fehler würde bei vorgegebener Welle in Cuxhaven drastisch erniedrigt werden.

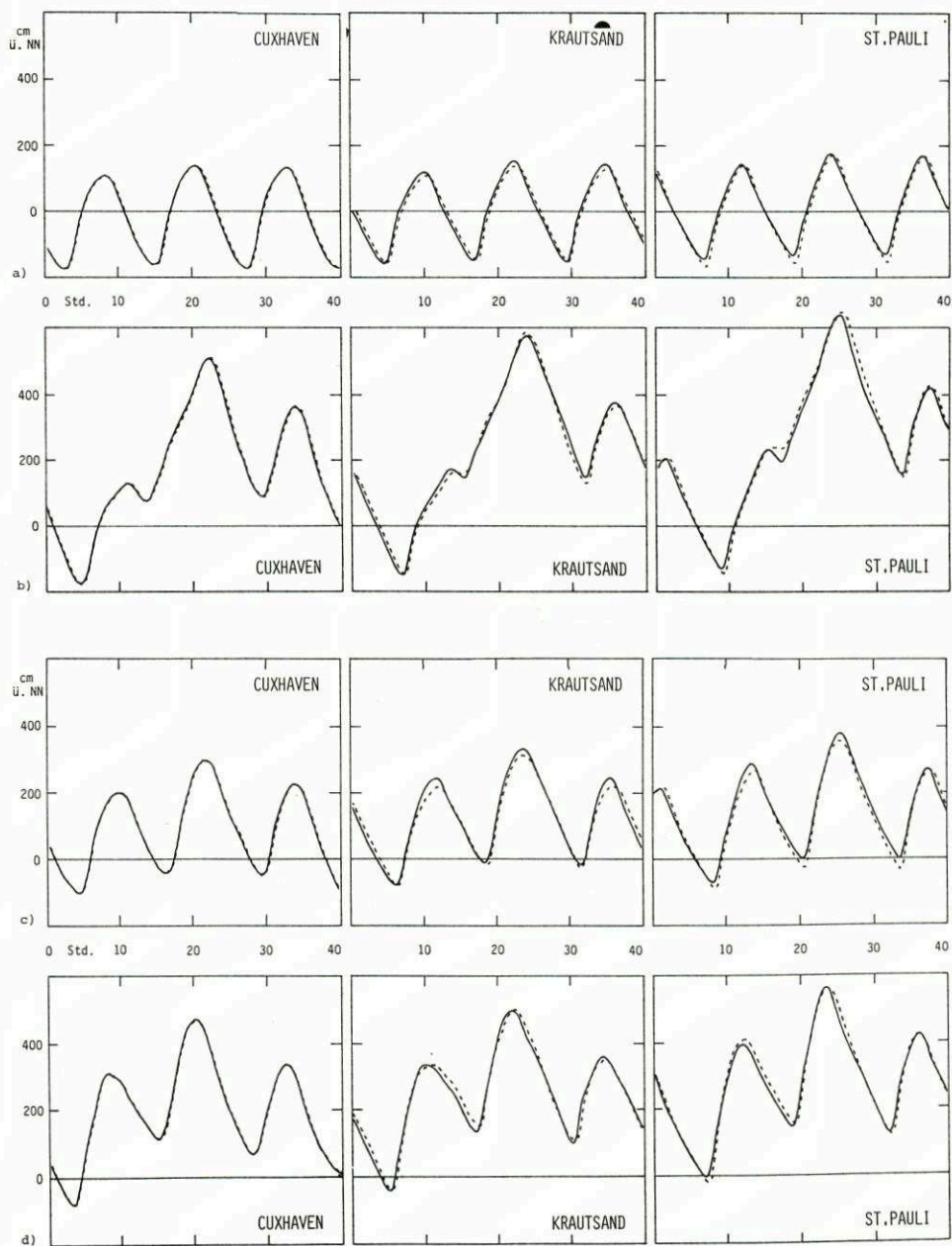


Abb. 6. Nach der Modelleichung berechnete Wasserstandsganglinien für drei Pegel (durchgezogene Linien); zum Vergleich die gemessenen Tideverläufe (gestrichelte Linien), eindimensionales Modell
a) Tiden im Zeitraum 22.-25. 8. 1975; b) Sturmflut vom 1.-4. 1. 1976; c) Sturmflut vom 18.-21. 11. 1975;
d) Sturmflut vom 18.-22. 1. 1976

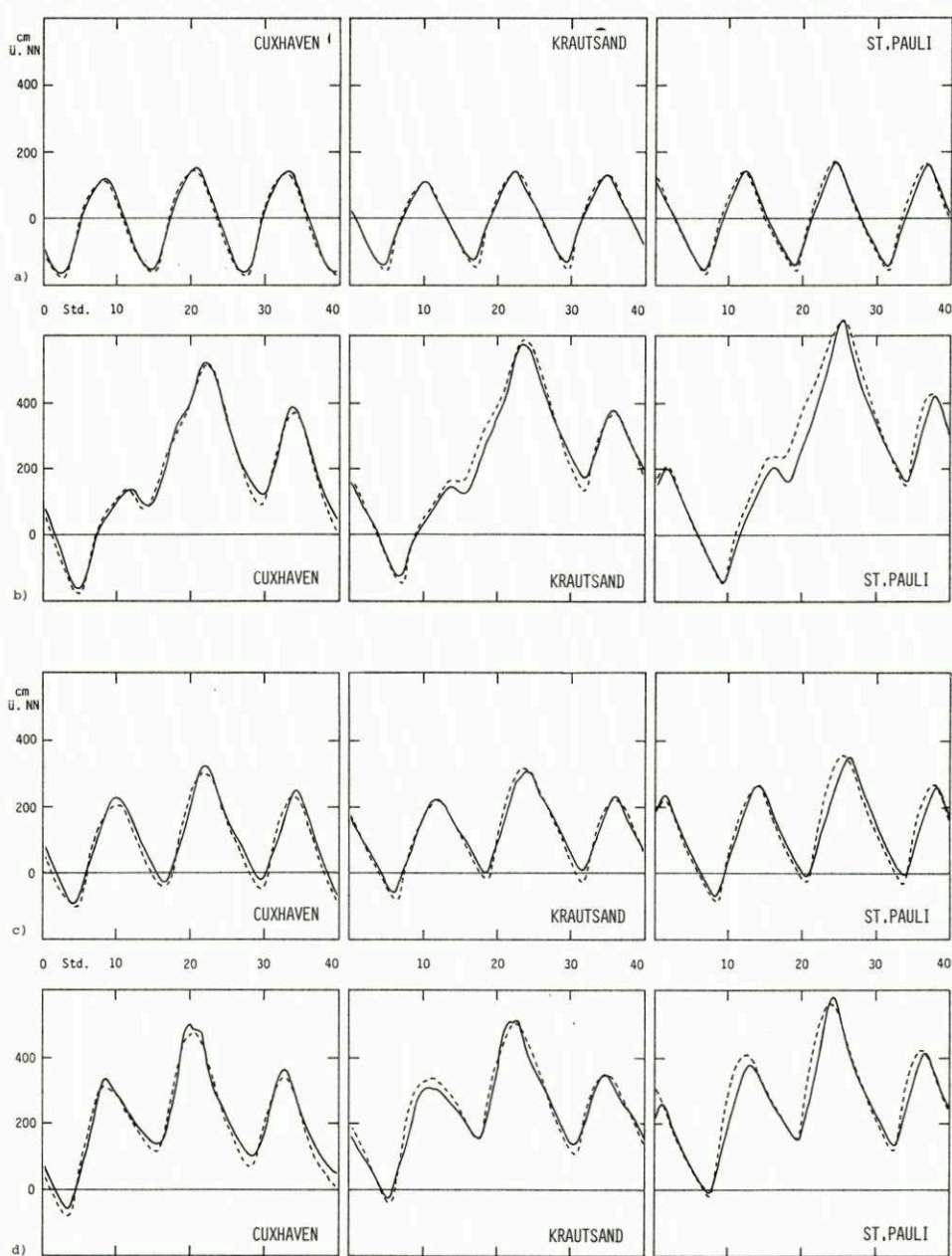


Abb. 7. Nach der Modelleichung berechnete Wasserstandsganglinien für drei Pegel (durchgezogene Linien); zum Vergleich die gemessenen Tideverläufe (gestrichelte Linien), zweidimensionales Modell
 a) Tiden im Zeitraum 22.–25. 8. 1975; b) Sturmflut vom 1.–4. 1. 1976; c) Sturmflut vom 18.–21. 11. 1975;
 d) Sturmflut vom 18.–22. 1. 1976

Tabelle 1

Quadratische Mittel der Scheitelwertdifferenzen zwischen Modellrechnung und Messung

Termin	1dim. Modell	2dim. Modell
1.- 4. 1. 1976	8,4 cm	8,4 cm
18.-21. 11. 1975	19,9 cm	11,3 cm
18.-22. 1. 1976	4,0 cm	17,8 cm

3. Untersuchung von Eindeichungsmaßnahmen

Im Rahmen des Sturmflutschutzes an der Unterelbe sind eine Reihe von Vorländern eingedeicht worden. Die wichtigsten Baumaßnahmen sind in den Bereichen Nordkehdingen, Krautsand und Haseldorf durchgeführt worden. Bei den vorliegenden Untersuchungen ging es darum, die Auswirkungen der Eindeichungen auf die Scheitelwasserstände in der Elbe, insbesondere auf Hamburg, zu untersuchen. Dabei wurden als maßgebende Belastungsfälle die beiden schweren Sturmfluten vom Januar 1976 definiert. Es wurden folgende Maßnahmen mit dem zweidimensionalen Modell simuliert (s. Abb. 8):

- Eindeichung des Vorlandbereiches Nordkehdingen
- Eindeichung des Krautsand-Bereiches
- Eindeichung des Vorlandbereiches Haseldorfer Marsch
- Zusammenwirken der drei Eindeichungsmaßnahmen
- Ausgangszustand vor Beginn der genannten Eindeichungen

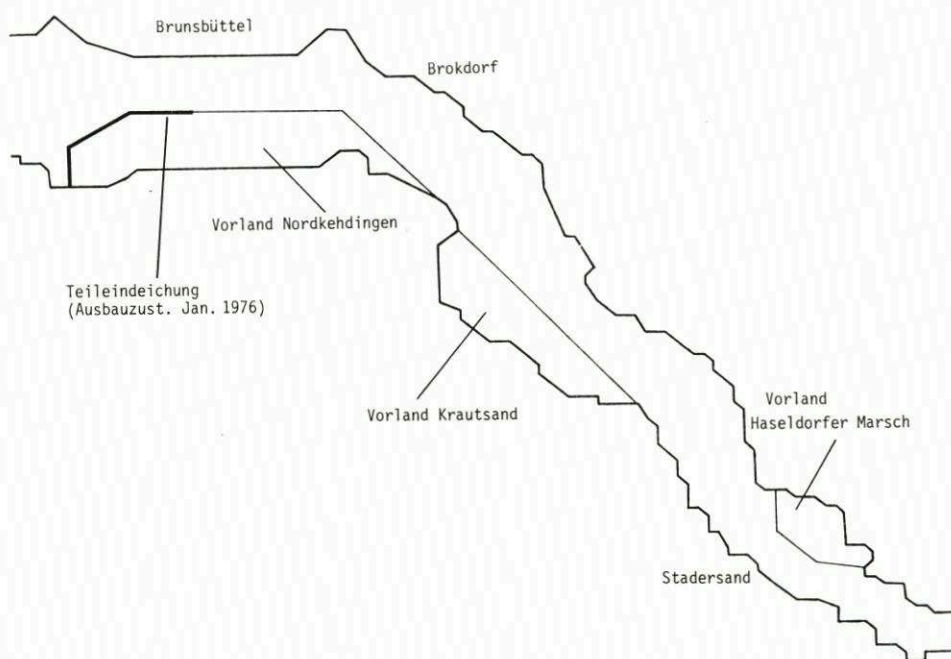


Abb. 8. Schematisierte Darstellung der Vorlandeindeichungen im zweidimensionalen Modell

Eindeichung Nordkehdingen

Abb. 8 weist aus, daß es sich bei dieser Baumaßnahme um den flächenmäßig gravierendsten Eingriff in das Fließgerinne der Unterelbe handelt. Da sich die Eindeichung auf die Vorländer beschränkt, wirkt sie sich allerdings nur auf Hochwasserwellen aus; die mittleren Tideverhältnisse werden nicht betroffen.

Die Simulationen der Sturmfluten vom 1.-4. 1. 1976 (1. Flut) und vom 18.-22. 1. 1976 (2. Flut) wurden für den Zustand Teileindeichung (Januar 1976) und Volleindeichung durchgeführt. Die Ergebnisse zeigen, daß bei beiden Sturmfluten im Bereich des Elbe-Ästuars (etwa bis Otterndorf) eine Erhöhung der Scheitelwasserstände eintritt, während weiter stromauf (zwischen Brokdorf und St. Pauli) eine Erniedrigung der Extremwerte berechnet wird. Die zahlenmäßigen Werte gehen aus den Tabellen 2 und 3 hervor. Danach bewegen sich bei beiden Sturmfluten die Absenkungen oberstrom von Nordkehdingen in der Größenordnung von -15 cm, während die Erhöhung unterstrom terminunabhängig bei +2 cm (1. Flut) und +17 cm (2. Flut) liegen.

Tabelle 2

a) Maximaler berechneter Wasserstand für die Sturmflut vom 1.-4.1.1976 nach Eindeichung von Nordkehdingen, Krautsand oder Haseldorfer Marsch

Ort	Maximaler Wasserstand (cm)						
	Ausbauzust. Jan. 1976	Nord- kehdingen	Diff.	Krautsand	Diff.	Haseldorf	Diff.
Cuxhaven	514	516	+ 2	514	0	514	0
Otterndorf	533	535	+ 2	533	0	534	+ 1
Brunsbüttel	550	544	- 6	559	+ 9	553	+ 3
Brokdorf	569	554	-15	581	+12	572	+ 3
Krautsand	571	556	-15	585	+14	578	+ 7
Steindeich	581	566	-15	586	+ 5	591	+10
Stadersand	600	584	-16	605	+ 5	608	+ 8
Schulau	624	607	-17	630	+ 6	630	+ 6
St. Pauli	643	628	-15	648	+ 5	649	+ 6

b) Maximaler berechneter Wasserstand für die Sturmflut vom 1.-4.1.1976 ohne Deiche sowie nach vollständigem Einbau der Deiche von Nordkehdingen, Krautsand und Haseldorfer Marsch

Ort	Maximaler Wasserstand (cm)					
	Ausbauzust. Jan. 1976	ohne Deiche	Diff.	Deiche eingebaut	Diff.	Addition der Einzelmaßnahmen
Cuxhaven	514	512	- 2	515	+ 1	+ 2
Otterndorf	533	532	- 1	537	+ 4	+ 3
Brunsbüttel	550	552	+ 2	552	+ 2	+ 6
Brokdorf	569	571	+ 2	568	- 1	0
Krautsand	571	574	+ 3	572	+ 1	+ 6
Steindeich	581	584	+ 3	580	- 1	0
Stadersand	600	603	+ 3	597	- 3	- 3
Schulau	624	627	+ 3	619	- 5	- 5
St. Pauli	643	645	+ 2	639	- 4	- 4

Tabelle 3

a) Maximaler berechneter Wasserstand für die Sturmflut vom 18.–22. 1. 1976 nach der Eindeichung von Nordkehdingen, Krautsand oder Haseldorfer Marsch

Ort	Maximaler Wasserstand (cm)						
	Ausbauzust. Jan. 1976	Nord- kehdingen	Diff.	Krautsand	Diff.	Haseldorf	Diff.
Cuxhaven	493	500	+ 7	493	0	493	0
Otterndorf	499	516	+17	500	+ 1	500	+ 1
Brunsbüttel	511	515	+ 4	526	+15	511	0
Brokdorf	522	504	–18	544	+22	522	0
Krautsand	508	495	–13	531	+23	508	0
Steindeich	516	502	–14	522	+ 6	525	+ 9
Stadersand	532	516	–16	539	+ 7	540	+ 8
Schulau	550	536	–14	555	+ 5	557	+ 7
St. Pauli	576	562	–14	582	+ 6	583	+ 7

b) Maximaler berechneter Wasserstand für die Sturmflut vom 18.–22. 1. 1976 ohne Deiche sowie nach vollständigem Einbau der Deiche von Nordkehdingen, Krautsand und Haseldorfer Marsch

Ort	Maximaler Wasserstand (cm)					
	Ausbauzust. Jan. 1976	ohne Deiche	Diff.	Deiche eingebaut	Diff.	Addition der Einzelmaßnahmen
Cuxhaven	493	488	– 5	501	+ 8	+ 7
Otterndorf	499	499	0	516	+17	+19
Brunsbüttel	511	510	– 1	524	+13	+19
Brokdorf	522	517	– 5	531	+ 9	+ 4
Krautsand	508	514	+ 6	517	+ 9	+10
Steindeich	516	521	+ 5	517	+ 1	+ 1
Stadersand	532	536	+ 4	532	0	– 1
Schulau	550	556	+ 6	548	– 2	– 2
St. Pauli	576	581	+ 5	574	– 2	– 1

Eindeichung Krautsand

Auch hier liefert das mathematische Modell für beide Sturmfluttermine eine einheitliche Tendenz: Erhöhung der Scheitelwasserstände nahezu im gesamten Flußabschnitt mit einem Maximum am Pegel Krautsand von +14 cm für die 1. Flut und +23 cm für die 2. Flut. In St. Pauli ergibt sich eine geringfügige Erhöhung von etwa +5 cm bzw. +6 cm (s. Tab. 2 u. 3).

Eindeichung Haseldorf

Die Auswirkungen dieser Baumaßnahme auf den gesamten Flußabschnitt sind naturgemäß relativ gering. Unterstrom der Baumaßnahme ändern sich die Wasserstände fast gar nicht, im übrigen Bereich treten leichte Erhöhungen der Scheitelwasserstände auf mit einem Maximum um +10 cm bei Steindeich und Werten um +7 cm bei St. Pauli (s. Tab. 2 u. 3).

Zusammenwirken der Eindeichungen

In zwei weiteren Produktionsläufen wurde für beide Sturmfluten der Verlauf der Hochwasserwellen bei vollständiger Eindeichung, also gleichzeitiger Abtrennung der Vorländer Nordkehdingen, Krautsand und Haseldorf, berechnet. Es ergibt sich eine leichte Erhöhung der Scheitelwasserstände von der Mündung etwa bis Krautsand (maximal +17 cm für die 2. Flut bei Otterndorf) und eine geringfügige Absenkung nach oberstrom mit Werten bis -4 cm in St. Pauli für die 1. Flut (s. Tab. 2 u. 3).

In den Tabellen ist in der letzten Spalte zum Vergleich angegeben, welche Änderungen sich bei einfacher Addition der durch die Einzelmaßnahmen hervorgerufenen Änderungen ergeben hätten. Die Werte stimmen weitgehend mit den simultan berechneten in der vorletzten Spalte überein und deuten daraufhin, daß sich die Elbe in Bezug auf die Superposition von Einzelmaßnahmen linear verhält.

Zu erwähnen ist weiterhin eine durch die Deichbaumaßnahmen bedingte Beschleunigung der Hochwasserwellen: Bei vollständiger Eindeichung tritt in beiden Sturmfluten der Scheitelwasserstand in Hamburg etwa 30 Minuten früher ein als beim Ausbauzustand Januar 1976.

Ausgangszustand vor den Eindeichungen

Vergleichsweise wurde auch der Verlauf der beiden Hochwasserwellen für den Zustand vor Beginn der Deichbaumaßnahmen simuliert. Der Ausbauzustand 1976 ist dadurch charakterisiert, daß die aus Abb. 8 ersichtliche Eindeichung im Bereich Nordkehdingen, von Westen beginnend, etwa zur Hälfte fertiggestellt ist. Das Vorland kann damit von Osten her noch überströmt werden.

Die Tabellen 2 und 3 weisen aus, daß diese Teileindeichung die Scheitelwasserstände im benachbarten Elbabschnitt geringfügig erhöht hat (Maximum +5 cm für die zweite Flut bei Cuxhaven und Brokdorf), während elbaufwärts eine Erniedrigung um wenige Zentimeter eingetreten ist.

Die Laufzeitveränderungen durch die Teileindeichung sind praktisch vernachlässigbar.

Ergänzende Rechnungen mit erhöhter Bodenreibung im Vorlandbereich

Die Bodenrauigkeit im überströmten Vorland ist infolge der Vegetation, Bebauungen etc. erheblich höher als im Flußbett. Um diesen Umstand stärker zu berücksichtigen, wurde nach Durchführung des Auftrages in einer ergänzenden Versuchsreihe die Sturmflut vom 1.-4. Januar 1976 mit einem gegenüber den Eichwerten veränderten TAYLOR-Beiwert berechnet. Dieser wurde für Vorlandbereiche (d. h., Höhe über NN > 1,6 m) um einen Größenfaktor zehn und damit unrealistisch stark gegenüber den Beiwerten im Flußbett erhöht. Da die hierdurch erhaltenen Scheitelwasserstände um bis zu etwa 15 cm unter denen der Eichläufe bleiben, soll nachfolgend nur eine Übersicht über die Differenzen gegeben werden, die sich zwischen der Rechnung mit und ohne Deichbaumaßnahme ergeben, wobei in beiden Fällen mit erhöhter Vorlandrauigkeit gerechnet wurde (s. Tab. 4).

Während die Vorlandeindeichungen Krautsand und Haseldorfer Marsch jeweils nur sehr geringfügige Tendenzänderungen gegenüber der ersten Versuchsreihe bewirken, ergab die Deichbaumaßnahme Nordkehdingen ab etwa Brokdorf oberstrom praktisch vernachlässig-

Tabelle 4

Auswirkung der Deichbaumaßnahmen für die Sturmflut vom 1.-4. 1. 1976 bei stark erhöhter Reibung im Vorlandbereich. Angegeben sind für drei Pegel die Differenzen der Scheitelwasserstände gegenüber dem Ausbauzustand Januar 1976 (in cm)

	alle Vorländer eingedeicht	Vorland Nordkehdingen eingedeicht	Vorland Krautsand eingedeicht	Vorland Haseldorf eingedeicht	ohne Deiche
Cuxhaven	+ 3	+ 3	+ 1	+ 1	0
Krautsand	+17	- 1	+13	+ 7	+ 5
St. Pauli	+13	- 2	+ 7	+ 7	+ 4

bare Scheitelwassererniedrigungen bei erhöhter Vorlandrauhigkeit. Vergleicht man diese Ergebnisse mit denen der ersten Modellversuchsreihe, so zeigt sich deutlich die durch erhöhte Reibung im überströmten Vorland hervorgerufene größere Dämpfung der Sturmflutwelle. Dadurch ist die - wahrscheinlich durch Fließquerschnittseinengung verursachte - Scheitelwassererniedrigung von größenordnungsmäßig -15 cm bei der ursprünglichen Rauigkeitsverteilung praktisch nicht vorhanden.

Beim Zusammenwirken aller drei Eindeichungen ergeben sich nun deutliche Tendenzunterschiede oberhalb von Brunsbüttel: Während die erste Versuchsreihe in diesem Bereich fast durchweg Scheitelwassererniedrigungen von etwa -4 cm ergab, zeigt sich bei erhöhter Vorlandrauhigkeit eine Scheitelwassererhöhung von ca. +14 cm.

Die durch die Eindeichungen bewirkten Laufzeitänderungen der Welle bleiben hingegen praktisch gleich.

Genauigkeit der Aussagen

Setzt man die berechneten Änderungen, die durch die Summe aller Baumaßnahmen hervorgerufen werden, ins Verhältnis zum Tidehub, so liegen sie in der Größenordnung von 1 bis 2 %. Da das mathematische Modell, wie auch jedes physikalische Modell, hier an die Grenzen seiner Aussagefähigkeit kommt, sollten auch die berechneten Ergebnisse nur als qualitative Aussage gewertet werden.

Als wichtigster empirischer Parameter des mathematischen Modells erwies sich der Reibungsbeiwert. Wie die ergänzenden Rechnungen mit extrem erhöhter Vorlandrauhigkeit zeigten, ist dem Verhältnis von Vorlandrauhigkeit zu Flußrauhigkeit in zukünftigen Berechnungen mehr Aufmerksamkeit zu widmen. Die hier angenommene zehnfache Erhöhung des Rauigkeitsbeiwertes im Vorland, die ja wegen der wesentlich geringeren Wassertiefe zu einer noch stärkeren Erhöhung der Reibung selbst führt, ist sicher unrealistisch hoch und nur im Sinne einer Empfindlichkeitsstudie zu verstehen. Sie deutet aber an, daß die summarische Wirkung aller Deichbaumaßnahmen durchaus auch eine leichte Erhöhung bei Hamburg sein kann, die aber sicher unter einem Dezimeter bleibt.

4. Untersuchung der Auswirkungen eines Sperrwerks

Als eine denkbare Variante für den Hochwasserschutz an der Unterelbe gilt der Bau eines Sperrwerkes, das im Falle einer Sturmflut geschlossen wird. Als mögliche Standorte kommen nach Angaben des Auftraggebers Brokdorf und Bielenberg in Frage. Voruntersuchungen der

Bundesanstalt für Wasserbau, Außenstelle Küste, haben ergeben, daß der erstgenannte Standort, offenbar infolge seiner mündungsnäheren Lage, aus hydraulischen Gründen vorteilhafter wäre, so daß in den Untersuchungen im mathematischen Modell nur der Standort Brokdorf betrachtet wurde. Dabei wurden die Auswirkungen des Sperrwerks, wie bei den Eindeichungsmaßnahmen, unter den Bedingungen der beiden schweren Sturmfluten vom Januar 1976 untersucht. Bei der Berechnung sollte insbesondere die zeitliche Entwicklung der Wasserspiegellagen vor und hinter dem Sperrwerk ermittelt werden, und zwar für verschiedene Schließzeitpunkte der Sperrtore. Weiterhin war die Wirkung unterschiedlicher Oberwasserzuflüsse zu untersuchen.

Die vorgelegten Ergebnisse gelten nur der grundsätzlichen Erörterung der Zweckmäßigkeit des Bauwerkes, ohne daß konstruktive Details berücksichtigt werden konnten. Den Untersuchungen wurde im wesentlichen das zweidimensionale Modell zugrunde gelegt. Das eindimensionale Modell wurde nur für die systematische Variation der Oberwassermenge herangezogen.

Das Sperrwerk wurde in der zweidimensionalen Version durch nebeneinander angeordnete mobile Tore mit einer Gesamtlänge von 2800 m simuliert, siehe Abb. 9. In seiner Verlängerung nach SW wurde auf dem Vorland bis zum Deich ein fester Damm von etwa 2 km Länge und einer Höhe von NN + 7,90 m angenommen.

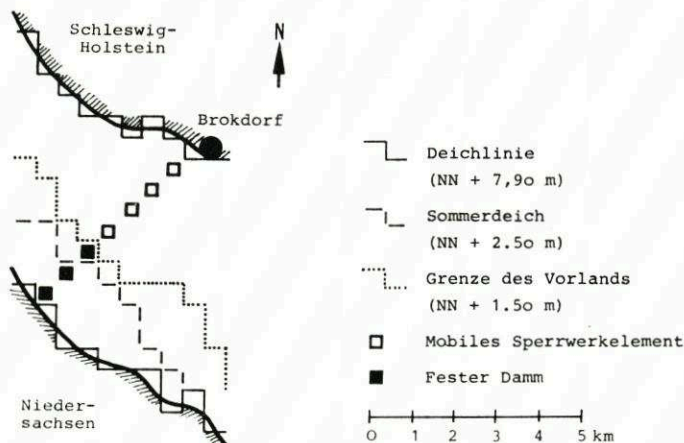


Abb. 9. Realisierung des Sperrwerks Brokdorf im zweidimensionalen Modell

Die größte gegenwärtig im Sperrwerksquerschnitt auftretende Tiefe ist 14,3 m. Es wird davon ausgegangen, daß nach dem Bau des Sperrwerks diese Tiefe einheitlich über die gesamte Breite vorliegt.

Das Schließen erfolgt im Modell durch gleichzeitiges Anheben aller vier Elemente mit einer gleichförmigen Geschwindigkeit, wobei sich eine Schließzeit von einer Stunde ergibt. In der Endstellung liegt die Oberkante der Tore auf NN + 9,00 m. Unterschreitet der außenseitige Wasserstand die maßgebende Schließhöhe, wird das Sperrwerk in analoger Weise wieder geöffnet.

Im eindimensionalen Modell wird einfach in einem Querschnitt eine bewegliche vertikale Wand angenommen.

Der Schließzeitpunkt wird in den folgenden Rechnungen variabel gestaltet; er ist abhängig vom Wasserstand in Brokdorf. Es werden die Fälle der Eintrittszeiten von NN + 1 m, NN + 2 m und NN + 3 m als Schließbeginn untersucht.

Insgesamt wurden 16 Produktionsläufe durchgeführt, neun im eindimensionalen und sieben im zweidimensionalen Modell. Dabei wurden für die Sturmfluten vom 1.-4. 1. 1976 und vom 18.-22. 1. 1976 die Schließzeitpunkte und die Oberwassermengen variiert.

Sturmflut vom 1. bis 4. Januar 1976

Hier sollen zunächst die entscheidenden Änderungen zahlenmäßig diskutiert werden. Dazu werden in Tab. 5 die maximalen Wasserstände an 10 Orten für den Zustand Januar 1976 und den Zustand mit Sperrwerk in Brokdorf bei einer Oberwassermenge von 500 m³/s vorgegeben (zweidimensionales Modell).

Tabelle 5

Maximaler berechneter Wasserstand für die Sturmflut vom 1.-4. 1. 1976 für den Zustand ohne und mit Sperrwerk in Brokdorf für die Schließzeitpunkte NN +1 m, NN +2 m und NN +3 m. Der Oberwasserzufluß beträgt 500 m³/s (zweidimensionales Modell)

Ort	Maximaler Wasserstand (cm)						
	ohne	NN +1 m	Diff.	NN +2 m	Diff.	NN +3 m	Diff.
Cuxhaven	514	504	- 10	503	- 11	526	+ 12
Otterndorf	533	526	- 7	525	- 8	549	+ 16
Brunsbüttel	550	564	+ 14	560	+ 10	586	+ 36
Sperrwerk UW	567	575	+ 8	574	+ 7	608	+ 41
Brokdorf	569	192	-378	268	-301	334	-235
Krautsand	571	197	-375	272	-298	336	-235
Stade	600	204	-396	285	-315	350	-250
Schulau	624	213	-411	298	-326	364	-260
St. Pauli	643	230	-413	312	-331	380	-263
Zollenspieker	634	258	-376	339	-295	400	-234

Es zeigt sich, daß unterhalb des Sperrwerks für die Schließzeitpunkte NN +1 m und NN +2 m Erhöhungen nur im Dezimeterbereich, auf der Strecke Otterndorf-Cuxhaven sogar Erniedrigungen auftreten. Lediglich im Fall eines relativ späten Schließens bei NN +3 m treten unterhalb des Sperrwerks überall Erhöhungen auf, die direkt am Bauwerk 41 cm erreichen. Eine Erklärung für dieses Verhalten kann darin gesehen werden, daß beim Sperren der Elbe die Ausbildung einer sehr starken Hochwassereinströmung behindert wird, und zwar umso stärker, je früher geschlossen wird. Auf diese Weise wird die Wucht der Sturmflut reduziert, und der zusätzliche Schwall am Sperrtor bewirkt nur eine relativ geringe Erhöhung. Diese Aussage ist allerdings abhängig von der Form der einlaufenden Hochwasserwelle, wie die Untersuchungen mit der zweiten Sturmflut vom Januar 1976 zeigen. Das Sperrwerk bewirkt nach oberstrom eine drastische Reduktion des maximalen Wasserstandes, und zwar umso stärker, je früher es schließt. Die Absenkung beträgt zwischen 235 und 413 cm und nimmt im allgemeinen in Richtung Hamburg zu.

Die Untersuchung der maximalen Wasserstände bei verschiedenen Oberwassermengen, die im eindimensionalen Modell durchgeführt wurde, ergab – wie zu erwarten – einen stetigen Anstieg mit steigendem Oberwasser. In Tab. 6 sind für St. Pauli die Maximalwerte für zwölf Fälle angegeben.

Die in Tab. 6 für das eindimensionale Modell berechneten Werte liegen durchweg zwischen 50 und 110 cm unter denen des zweidimensionalen Modells (Tab. 5). Der Grund

Tabelle 6

Maximaler berechneter Wasserstand in St. Pauli für die Sturmflut vom 1.-4. 1. 1976 bei verschiedenen Oberwassermengen (eindimensionales Modell)

Schließzeitpunkt	Maximaler Wasserstand (cm)			
	500 m ³ /s	1000 m ³ /s	2700 m ³ /s	4200 m ³ /s
1 m ü. NN	120	129	182	239
2 m ü. NN	231	241	271	306
3 m ü. NN	330	335	355	364

findet sich in der Simulation des Schließvorgangs. Zwar sind Schließbeginn und Schließdauer bei beiden Modellen gleich, die zeitliche Zunahme der Drosselung ist aber unterschiedlich. Im zweidimensionalen Modell (und auch im hydraulischen Modell) findet die Reduktion des Flutstroms vorwiegend in den letzten 20 % der Schließzeit statt, im eindimensionalen Modell nimmt der Flutstrom stetig über die Schließzeit ab. Dadurch läuft im zweidimensionalen Modell mehr von der Flutwelle durch das Sperrwerk durch.

In Abb. 10 werden die Wasserstandsganglinien in drei ausgewählten Punkten entlang der Elbe für den Fall eines Sperrwerkes bei Brokdorf und des Schließzeitpunktes 1 m ü. NN dargestellt. Der Oberwasserzufluß beträgt 500 m³/s. Man erkennt deutlich die nur leicht veränderten Kurven unterhalb und das Abkappen der Hochwasserspitzen oberhalb des Sperrwerkes, das mit kurzperiodischen Schwingungen verbunden ist. Nach dem Unterschreiten des Schließwasserspiegels läuft gegen Ende des betrachteten Intervalls eine erhöhte Tidewelle ein, die nun den maximalen Wasserstand bestimmt.

Sturmflut vom 18. bis 22. Januar 1976

Für diesen Termin wurden lediglich zwei Rechnungen durchgeführt, beide im zweidimensionalen Modell und für eine Oberwassermenge von 1450 m³/s; sie unterscheiden sich durch die Schließzeitpunkte: 2 m ü. NN und 3 m ü. NN. In Tab. 7 sind wieder die maximalen Wasserstände mit denen des Ausgangszustandes verglichen.

Tabelle 7

Maximaler berechneter Wasserstand für die Sturmflut vom 18.-22. 1. 1976 für den Zustand ohne und mit Sperrwerk Brokdorf für die Schließzeitpunkte NN + 2 m und NN + 3 m. Der Oberwasserzufluß beträgt 1450 m³/s (zweidimensionales Modell)

Ort	Maximaler Wasserstand (cm)				
	ohne	NN + 2 m	Diff.	NN + 3 m	Diff.
Cuxhaven	493	514	+ 21	517	+ 24
Otterndorf	500	545	+ 45	549	+ 49
Brunsbüttel	511	628	+ 117	616	+ 105
Sperrwerk UW	520	648	+ 128	639	+ 119
Brokdorf	522	256	- 266	397	- 125
Krautsand	508	260	- 248	358	- 150
Stade	532	270	- 262	227	- 195
Schulau	550	282	- 268	356	- 194
St. Pauli	576	301	- 275	365	- 211
Zollenspieker	606	384	- 222	428	- 178

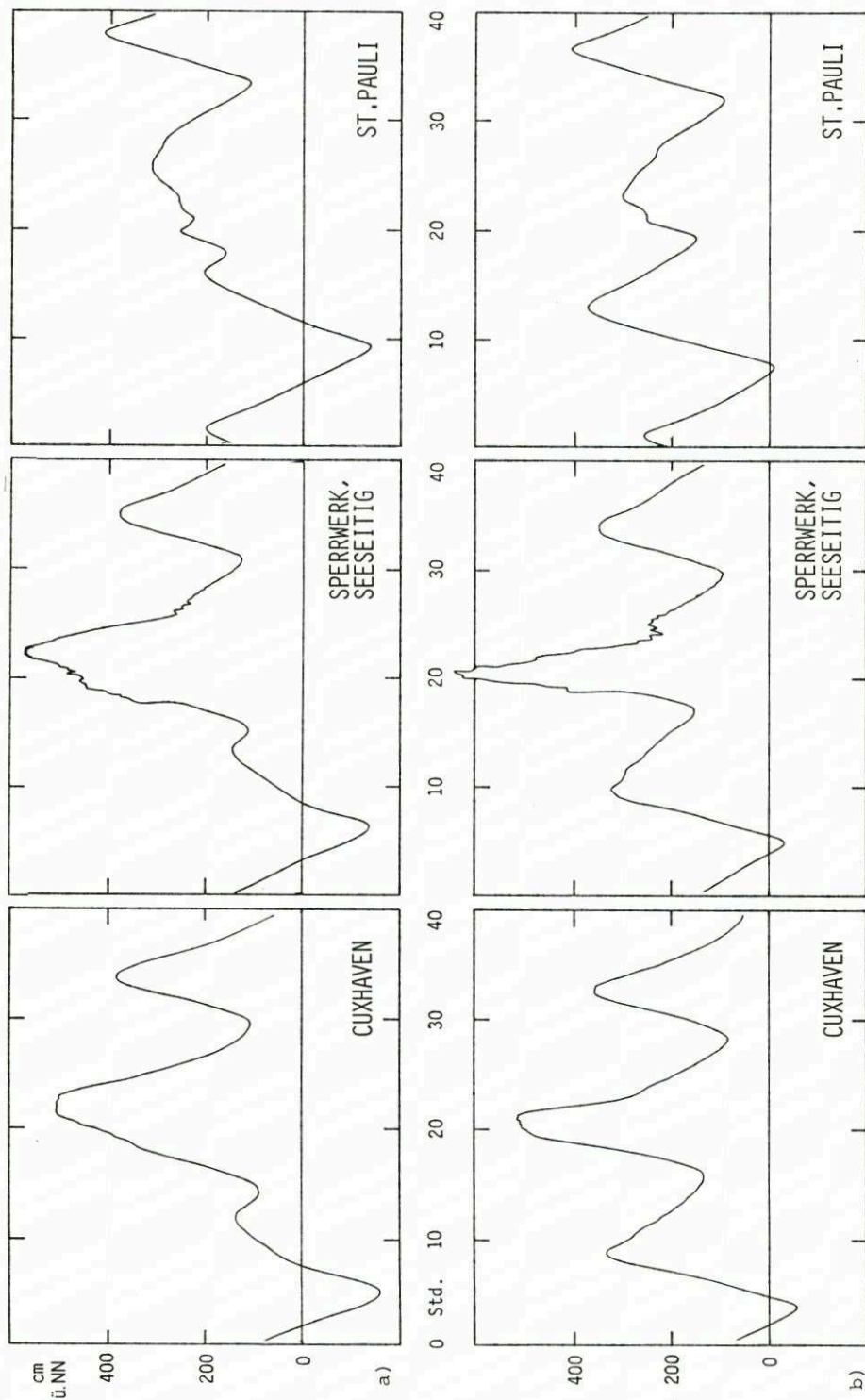


Abb. 10. Berechnete Wasserstandsganglinien in drei ausgewählten Punkten mit Sperrwerk bei Brokdorf. Schließbeginn jeweils bei einem Wasserstand von NN + 2 m
a) Sturmflut vom 1.-4. 1. 1976; b) Sturmflut vom 18.-22. 1. 1976

Für diese relativ steil ansteigende Hochwasserwelle ergibt sich ein ganz anderes Bild als für die fülligere Kurve der 1. Flut: Die Wasserstände werden mit einem maximalen Wert von 128 cm vor dem Sperrwerk drastisch erhöht. Dabei ist der Unterschied zwischen den beiden Schließzeitpunkten nur unbedeutend.

Im einzelnen kann die Änderung der Wasserstandsganglinien aus Abb. 10 entnommen werden. Charakteristisch ist das Auftreten eines hohen Schwall, der sich bei der gegebenen steilen Welle dem Wellenverlauf sehr ungünstig überlagert. Jedoch erscheint die Reduktion der einlaufenden Welle durch das Sperrwerk in Anbetracht der bestehenden hohen Deiche unnötig stark. Es ist denkbar, daß ein stufenweises Schließen in Anpassung an die einlaufende Welle einen wirksamen Schutz gewährt, ohne daß sich ein Schwall in der berechneten Größenordnung aufbaut. Einer solchen wellenabhängigen Steuerung des Sperrwerks, das sicherlich eine Reihe Schwierigkeiten aufweist, z. B. konstruktive Probleme und ungünstige Erosionsbedingungen, ist in der Untersuchung jedoch nicht nachgegangen worden.

5. Untersuchung einer synthetischen Extremflut

Um die Sicherheit der Deiche an der Unterelbe beurteilen zu können, wurden von Prof. PLATE (Karlsruhe) auf statistischem Wege extreme Hochwasserwellen konstruiert (s. Beitrag PLATE, Zeitreihenuntersuchungen der Sturmfluten im Mündungsbereich der Elbe, in diesem Heft). Die von ihm mit HIST/1 und HIST/2 bezeichneten Wellen stellen eine Überlagerung der höchsten je beobachteten astronomischen Tide mit dem höchsten je beobachteten Windstau bei Cuxhaven dar. Das von ihm mit 580 cm ü. NN angegebene Thw wurde um 5 cm für säkularen Anstieg erhöht und bildet die Grundlage der folgenden Berechnungen. Je nach den getroffenen Annahmen ermittelt PLATE zwei verschiedene Formen von möglichen Hochwasserwellen, deren Wasserstandsganglinien für Cuxhaven und St. Pauli in dem genannten Bericht enthalten sind.

Die Aufgabe der folgenden Modellsimulationen war es, den Ablauf dieses konstruierten Hochwasserereignisses in der Unterelbe modellmäßig nachzuvollziehen.

Dazu wurde das zweidimensionale Modell auf den Elbabschnitt Cuxhaven-Bunthaus verkürzt. Als Randbedingungen wurden in Cuxhaven die von PLATE ermittelte Extremwelle und in Neu-Darchau ein Oberwasserzufluß von 1600 m³/s vorgegeben. Es wurde angenommen, daß die in Abschn. 3 behandelten Deichbaumaßnahmen sämtlich abgeschlossen seien. Von PLATE wurden Windgeschwindigkeiten von 15 m/s (Typ I) und 10 m/s (Typ II) angegeben. Die Windrichtung wurde mit 300°, also etwa NW, angenommen.

Tab. 8 gibt die Scheitelwasserstände längs der Unterelbe für die Sturmfluten I und II wieder, die bei St. Pauli Wasserstände von 737 und 709 cm ü. NN erreichen. Die beiden Wellen laufen in St. Pauli um 152 bzw. 124 cm höher auf als in Cuxhaven (585 cm ü. NN). Die entsprechenden gerechneten Werte für die Sturmfluten am 3. 1. 1976 und 21. 1. 1976 waren nur 129 und 83 cm.

Vergleichsrechnungen ohne Wind über der Elbe ergaben die Scheitelwerte 687 cm (Welle I) bzw. 686 cm ü. NN (Welle II) bei St. Pauli. Somit können die Auswirkungen der beiden extremen Sturmfluten als gleichwertig angesehen werden.

Tabelle 8

Maximaler berechneter Wasserstand für die Sturmfluten Hist/I und Hist/II nach PLATE. Der Oberwasserzufluß beträgt $1600 \text{ m}^3/\text{s}$, die Windgeschwindigkeit über der Elbe 15 m/s bei Hist/I, 10 m/s bei Hist/II

Ort	Maximaler Wasserstand (cm)	
	Sturmflut I	Sturmflut II
Cuxhaven	585	585
Otterndorf	599	594
Brunsbüttel	613	607
Brokdorf	636	623
Krautsand	653	635
Steindeich	669	649
Stadersand	688	666
Schulau	710	684
St. Pauli	737	709

6. Der Einfluß des lokalen Windes über der Elbe

Um den Einfluß des lokalen Windes über der Elbe abschätzen zu können, wurden die drei betrachteten Sturmfluten in den beiden Modellen auch ohne Wind gerechnet und mit den Ergebnissen verglichen, die unter Berücksichtigung des Windes erhalten wurden. In Tab. 9 sind die Veränderungen in den Scheitelwerten für alle Pegel wiedergegeben. Bei dem Vergleich der Ergebnisse beider Modelle ist allerdings zu berücksichtigen, daß im eindimensionalen Modell der Wind oberhalb von Cuxhaven – und damit im ganzen Modellgebiet – herausgenommen wurde, im zweidimensionalen Modell jedoch nur etwa oberhalb von Brunsbüttel, nämlich im $500 \times 500\text{-m}$ -Netz. Dadurch erscheint der Windeinfluß im eindimensionalen Modell größer.

Insgesamt kann festgestellt werden, daß bei der Sturmflut vom 3. Januar 1976 der lokale Wind auf der Elbe einen zusätzlichen Aufstau von $40\text{--}50 \text{ cm}$ bei St. Pauli erzeugt und daß dieser Aufstau stetig nach Cuxhaven hin abgenommen hat. Die entsprechenden Werte bei der Sturmflut vom 20. Januar 1976 sind $20\text{--}30 \text{ cm}$.

Tabelle 9

Veränderungen der Wasserstandsscheitelwerte bei Nichtberücksichtigung des Windes über der Elbe (Angaben in cm). Modellrechnungen mit dem ein- und zweidimensionalen Elbemodell

	1.–4. 1. 1976		18.–21. 11. 1975		18.–22. 1. 1976	
	1dim.	2dim.	1dim.	2dim.	1dim.	2dim.
Cuxhaven	0	0	0	0	0	0
Otterndorf	12	1	11	0	8	1
Brunsbüttel	27	5	19	1	15	2
Brokdorf	36	14	21	5	18	7
Krautsand	38	16	24	6	19	7
Steindeich	39	21	35	7	19	9
Stadersand	43	26	31	11	20	12
Schulau	45	34	36	13	24	15
St. Pauli	54	40	37	17	28	18

7. Zusammenfassende Ergebnisse

Mit einem eindimensionalen und einem zweidimensionalen HN-Modell sind jeweils eine Normaltide und drei Sturmfluten berechnet worden, wobei die empirischen Eichbeiwerte, wie Reibungsbeiwert und Windschubkoeffizient, in jeder der vier Rechnungen identisch waren. Die festgestellten Differenzen zwischen Naturmessung und Rechnung sind bei den Scheitelwasserständen in der Regel kleiner als 10 cm. Es kann somit der Schluß gezogen werden, daß beide Modelle ausreichend naturähnlich sind und je nach spezifischer Fragestellung innerhalb der weiteren Durchführung der Sturmflutuntersuchungen angewandt werden können.

Als erstes wurden die Auswirkungen der Eindeichungsmaßnahmen in den Bereichen Nordkehdingen, Krautsand und Haseldorf auf den Verlauf von Hochwasserwellen untersucht. Als repräsentativ wurden die beiden Sturmfluten vom 1.-4. 1. 1976 und 18.-22. 1. 1976 angenommen. Alle drei Eindeichungsmaßnahmen bewirken im Bereich der Elbemündung (Cuxhaven, Otterndorf) eine geringfügige Erhöhung der Scheitelwasserstände im Zentimeterbereich. Nach oberstrom sind die Auswirkungen unterschiedlich: Während die Eindeichungen Krautsand und Haseldorf dort eine leichte Erhöhung der Extrema bewirken (maximal +7 cm am Pegel St. Pauli für die letztgenannte Maßnahme), führt der umfangreichste Eingriff, die Eindeichung des Nordkehdingen Vorlandes, zu Erniedrigungen um 15 cm im Hamburger Bereich. Dieser Wert fällt geringer aus, wenn rechnerisch eine sehr starke Vorlandrauhigkeit angenommen wird. Diese Tendenzen gelten für beide Sturmfluten. Die Überlagerung der Einzelmaßnahmen ändert die Verhältnisse gegenüber dem Ausgangszustand Januar 1976 nur unwesentlich: Im unteren Elbabschnitt kommt es zu leichten Erhöhungen (maximal +17 cm), im oberen, einschließlich des Hamburger Hafens, zu annähernd gleichbleibenden Wasserständen. Geht man von einer Genauigkeit des mathematischen Modells im Dezimeterbereich aus (die für die relativen Änderungen gegenüber dem Ausgangszustand gesichert erscheint), dann kann abschließend vereinfacht festgestellt werden, daß die Eindeichungsmaßnahmen in der Unterelbe auf die Scheitelwasserstände von Sturmfluten praktisch keinen Einfluß haben. Die Eindeichungen bewirken eine Beschleunigung der Welle, wodurch sich im letztgenannten Fall die Laufzeit nach Hamburg um etwa 30 Minuten verringert.

Die Wirkungsweise eines Sturmflutsperrwerkes bei Brokdorf wurde anhand der beiden schweren Sturmfluten vom Januar 1976 untersucht. Ein Sperrwerk in Brokdorf gewährt für den oberhalb liegenden Elbeabschnitt einen wirksamen Hochwasserschutz. Für die untersuchten Schließzeitpunkte von 1, 2 und 3 m über NN ist dieser angesichts der bestehenden hohen Deiche eher überbemessen. Der Aufstau unterhalb des Sperrwerkes ist entscheidend von der Form der Hochwasserwelle abhängig. Bei langsam ansteigenden Kurven (Sturmflut 1.-4. 1. 1976) tritt kaum eine Änderung ein, während bei steilen Wellen aufgrund des stärkeren Flutstroms (Sturmflut 18.-22. 1. 1976) beträchtliche Erhöhungen von fast 130 cm auftreten.

Weiterhin wurde der Verlauf der beiden synthetischen extremen Hochwasserwellen I und II (nach PLATE) in der Unterelbe berechnet. Dabei wurde für St. Pauli mit 737 cm (Welle I) und 709 cm (Welle II) ein Scheitelwasserstand ermittelt, der noch rund 1 m höher als der Maximalwert der ersten Januarsturmflut 1976 liegt. Beide Sturmfluten ergeben nahezu die gleichen Werte.

Der lokale Wind auf der Elbe erzeugte bei der Sturmflut vom 3. Januar 1976 einen zusätzlichen Aufstau von 40-50 cm, bei der Sturmflut vom 20. Januar 1976 von 20-30 cm.

Um in Zukunft über den Einfluß von Baumaßnahmen auf die Tidedynamik, insbesondere auf das Sturmflutgeschehen, genauere Aussagen machen zu können, ist vor allem noch eine detailliertere Erfassung der Flußtopographie und eine weitere Differenzierung in Gebiete

unterschiedlicher Rauigkeit erforderlich. Das gilt für Vorlandeindeichungen, die eine möglichst genaue Darstellung der Deichlinie im Modell erfordern, und auch für die Frage des Einflusses von Fahrwasservertiefungen. Hier hat zum Beispiel ein auf der Finite-Elemente-Methode mit variablen Dreiecksmaschen basierendes mathematisches Ästuarmodell Vorteile. Ein derartiges von HOLZ und NITSCHKE (1981) am Lehrstuhl für Strömungsmechanik entwickeltes Verfahren wird von THEUNERT zur Zeit auf die Unterelbe angewendet, wobei das Untersuchungsgebiet das gleiche ist wie bei dem in Abschn. 2.2 beschriebenen Finite-Differenzen-Modell. Abb. 11 zeigt die Diskretisierung des Flußabschnitts Ostemündung bis Hamburg (Nienstedten). Der Hamburger Hafenbereich einschließlich des Oberlaufes bis Geesthacht bzw. Neu-Darchau wird eindimensional erfaßt. Nach Abschluß der Eichung sollen unter anderem die hier behandelten Untersuchungen noch einmal mit dem Finite-Elemente-Modell wiederholt werden.

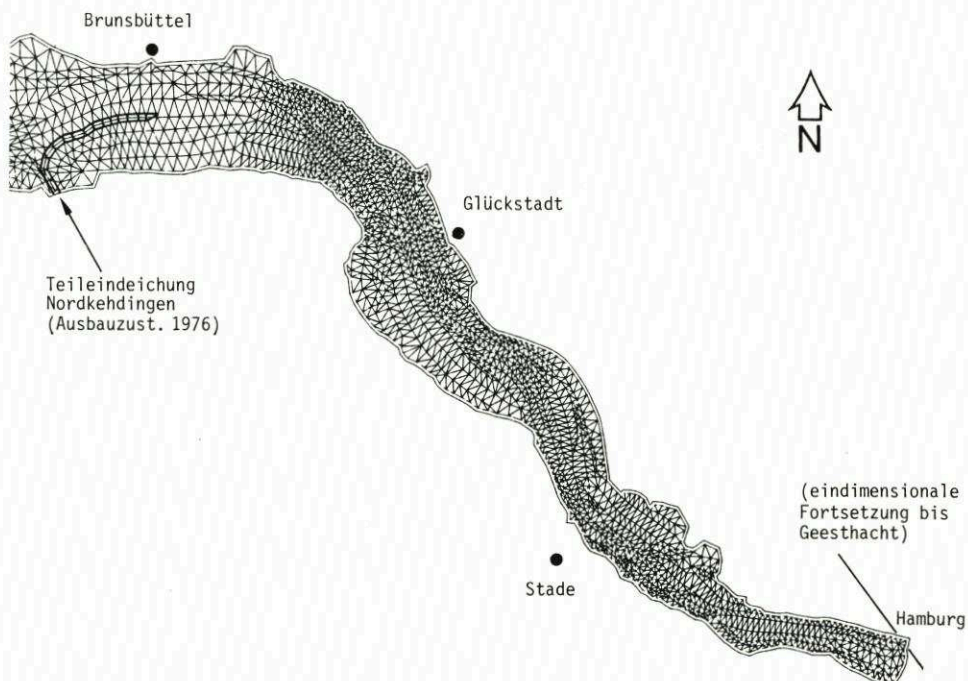


Abb. 11. Finite-Elemente-Netz der Unterelbe. Bereich Ostemündung bis Hamburg (Nienstedten)

8. Danksagung

In den verschiedenen Stadien der Modellerstellung und der Durchführung der Untersuchungen haben eine Reihe von Mitarbeitern mitgewirkt. Erwähnt seien insbesondere die Herren Dr. J. BACKHAUS und Dr. E. MAIER-REIMER, die die erste Version des zweidimensionalen Strömungsmodells entwickelten, während Dr. H. HENNLICH und Prof. K.-P. HOLZ das eindimensionale Modell erstellten. Bei der Durchführung der Untersuchungen waren darüberhinaus die Herren Dr. K. FISCHER, Dipl.-Ing. H. SCHAPER und Dipl.-Met. F. THEUNERT beteiligt. Ihnen allen gebührt unser Dank.